

多ヒンジ系セグメントの耐荷特性について

THE CHARACTERISTICS OF LOAD BEARING OF SHIELD

TUNNEL MULTI-HINGE SEGMENT

岩本 勲¹⁾・伊豆好弘¹⁾

三鼓 晃²⁾・前川岳康²⁾

Kaoru IWAMOTO, Yoshihiro IZU, Akira MITSUZUMI and Takeyasu MAEKAWA

In Europe, shield tunnel multi-hinge segments whose joint rigidity is comparatively low are commonly used. On the other hand, in Japan, shield segments whose joint rigidity is heightened by steel plate and bolt are widely used. Recently the constructions using the multi-hinge segments have come to be seen in Japan.

The multi-hinge segment is more economical than the traditional joint segment because of its simplified joint structure and constructive advantages. This report clarifies the characteristics of the multi-hinge segment and the applicable geological conditions, comparing them with the characteristics of the traditional segment in hard sandy soil or soft clay soil, or in behavior under the usual and seismic loads.

Keywords : shield tunnel, segment, multi-hinge, flexible

1. はじめに

日本国内におけるシールドトンネル用セグメントは、地盤条件や設計手法とも関連するが、従来からの鋼板+ボルト式継ぎ手によって全体の剛性を高めて、剛性一様リングとして設計する例が多い。一方、欧州等では、継ぎ手をヒンジとして設計し、その構造も日本と比較して簡単にする例が多い。

継ぎ手構造の簡素化は、セグメントの価格の中で 20 %程度も占める従来式継ぎ手と比較して、半分程度の価格という経済的なメリットがある。さらには、施工時に継ぎ手ボルトの締結作業が減少する、露出鋼材が少なく耐久性が向上するなどの効果もある。

近年、日本の経済的事情から、より経済的な材料および施工が求められており、徐々にではあるが、欧州型のセグメントの施工例が見られるようになってきた。しかし、そのようなセグメントが施工される場所は、硬質地盤であるなどまだまだ限定されている。その理由として、多ヒンジ系セグメントの適用地盤および軟弱地盤中での挙動に関して、明らかにされていないことが挙げられる。

本報告では、現在開発中の多ヒンジ系セグメントについて、まず常時荷重における断面力や変形状態を従来型の高剛性セグメントと比較することによって、その適用地盤について言及した。さらに地震時における検討から、国内での適用性について考察した。

なお文中では、鋼板+ボルト式継ぎ手の高剛性セグメントを従来型セグメントと呼び、欧州型の継ぎ手剛性の低いセグメントを多ヒンジ系セグメントと呼ぶ。

1) 正会員 近畿コンクリート工業㈱ 土木事業部

2) 正会員 関西電力㈱ 土木建築室

2. 常 時 の 検 討

2.1 1リングフレーム解析

多ヒンジ系セグメントの挙動が、完全なヒンジ継ぎ手をもつセグメントリングに近いのか、それとも剛性一様なリングに近いのかについて検討した。解析モデルとして①日本の慣用計算法で用いられている「剛性一様なリング」としたモデル、②諸外国で用いられているセグメント間継ぎ手を「完全なヒンジ」としたモデル、③セグメント間継ぎ手をその個所に作用する軸力と曲げモーメントに関する「回転ばね」としたモデルの3種類とした。各モデルとも、リング間継ぎ手を考慮しない1リングのフレーム解析である。解析対象セグメントは、外径6.0m、厚み0.3m、幅1.2mのRC平板型で、Kセグメントを含めて6分割とした。

モデル③のセグメント間継ぎ手回転ばね定数は、継ぎ手面の接触幅を考慮した下記のレオンハルト式¹⁾を用いた。(1)式による回転ばね定数は、荷重の偏心率 m によって変化する。まず、仮定した回転ばね定数でフレーム解析を実行し、各継ぎ手位置における偏心率から回転ばね定数を求め直して、再度フレーム解析を実施する。これを m の値が収束するまで繰返す。また、偏心が大きくなって回転ばね定数がある値よりも小さくなった場合は、回転ばね定数の下限値としてセグメント間継ぎ手の引張抵抗を考慮した値とした。

$$K_{\theta} = \frac{9 a^2 \cdot b \cdot E c}{8} m (1 - 2m)^2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 K_{θ} ：セグメント間継ぎ手の回転ばね定数

a ：継ぎ手面の接触幅

b ：セグメント幅

m ：荷重の偏心率 (<0.471)

$m = M / (N \cdot a)$

M ：曲げモーメント

N ：軸力

$E c$ ：コンクリートの弾性係数

トンネルの土被りは15mで地盤は、地盤反力係数 $k = 20\text{N/cm}^3$ 、側方土圧係数 $\lambda = 0.5$ の砂質土と $k = 2.5\text{N/cm}^3$ 、 $\lambda = 0.7$ の粘性土(表-2のケース2とケース5)とした。砂質土では、地下水位としてGL-7mの水を考慮した場合と水がない場合の2ケースについて検討した。粘性土については土水一体とした。

荷重のうち鉛直方向地盤反力は、上載荷重、鉛直土圧およびセグメント自重に対応する長方形分布とし、側方地盤反力はリング全周に貼り付けたばねによる地盤ばね反力として発生するとした。

解析結果の断面力一覧を表-1に、砂質土で水位がある場合の曲げモーメント分布を図-1に示す。

砂質土地盤において水位がある場合は、モデル①の剛性一様なリングの断面力および変位と、モデル③の断面力および変位に大きな差は無い。多ヒンジ系セグメントの挙動は、ヒンジ型よりも剛性一様に近いものとなった。これは、このような地盤条件においては軸力が卓越し、モデル③における式(1)に示した荷重の偏心率 m が小さくなるので、セグメント間継ぎ手の回転ばね定数が大きくなり、結果としてモデル①の剛性一様なリングに近い形となるためである。つまり、剛性の高い継ぎ手を用いてセグメント間を接合しなくても、軸力によって剛結に近い状態となると考えられる。

砂質土地盤で水位がある場合は、モデル③において

表-1 解析結果(最大値/Ring)

式(1)の下限値まで低下したセグメント間継ぎ手なかったが、水位がない場合は6箇所のセグメント間継ぎ手の内、3箇所式(1)の下限値までばね定数が低下した。その結果、モデル③の断面力は水位がない方が水位がある場合と比較して、完全なヒンジモデル②に近い値となった。曲げモーメントは水位がある場合はモデル①の82%であるのに対して、水位がない場合は70%まで低下した。同様にせん断力は97%から91%に低下した。逆に変形量は水位がある場合は、モデル③はモデル①の1.2倍であったのに、水位

モデル		モーメント	せん断力	軸 力	変 位
砂	①	172 kN・m	207 kN	1031 kN	0.53 cm
	②	37 kN・m	147 kN	1013 kN	4.19 cm
	③	120 kN・m	189 kN	1050 kN	0.88 cm
砂	①	108 kN・m	180 kN	1014 kN	0.34 cm
	②	25 kN・m	141 kN	1003 kN	2.62 cm
	③	89 kN・m	174 kN	1018 kN	0.41 cm
粘	①	115 kN・m	156 kN	835 kN	0.44 cm
	②	62 kN・m	117 kN	906 kN	32.7 cm
	③	103 kN・m	149 kN	848 kN	1.73 cm

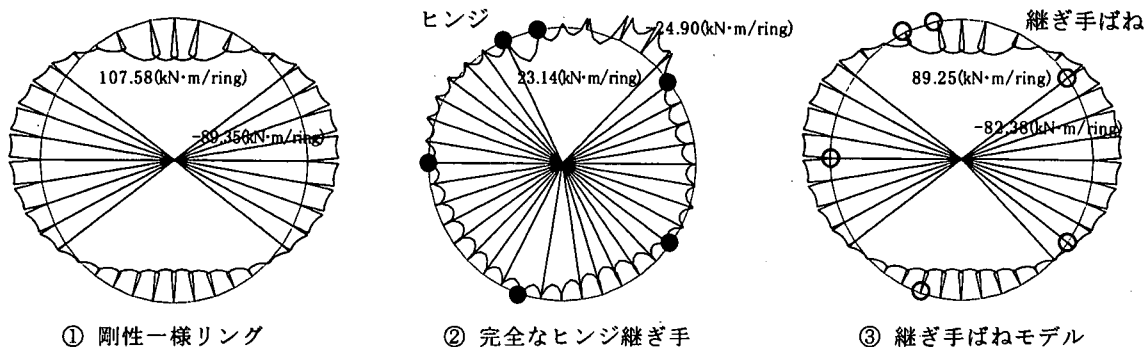


図-1 曲げモーメント分布 (砂質土、水位あり)

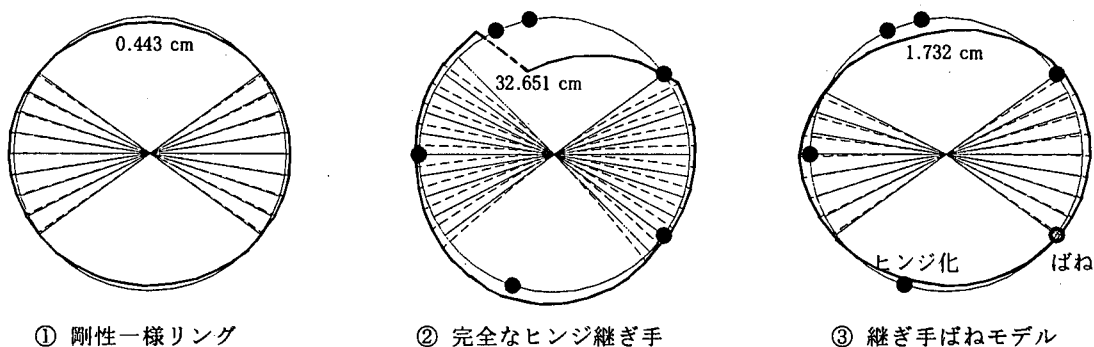


図-2 変位図 (粘性土)

がない場合は 1.7 倍と大きくなった。しかし、何れの変形量も完全なヒンジと考えたモデル②の 1/5 程度しかなく、値も 1 cm 以下であるので全く問題ないと思われる。以上のことから、多ヒンジ系セグメントを砂質土地盤で用いる場合は、従来の慣用計算法で設計しても、断面力は安全側に計算され、変形量も大差ない答えが算出されるものとする。

粘性土地盤においては、断面力は各モデルの差が砂質土地盤よりも小さく、反対に変形量の差は砂質土地盤よりも大きくなった。粘性土地盤中における変形を図-2に示す。完全なヒンジモデル②では、Kセグメント位置で大きな変形 32.7cm を生じ、この値は現実的ではなく解析精度にも疑問が生じる。モデル③のセグメント間継ぎ手のばね定数は、図-2で示す●の位置 (6箇所中5箇所) で式(1)の下限値まで低下した。粘性土地盤中では、砂質土地盤中におけるよりも、セグメント間継ぎ手はヒンジに近い性状となっている。その結果、変形量が剛性一樣リングの約4倍、1.73cmとなった。

粘性土地盤において多ヒンジ系セグメントを用いる場合は、変形が大きくなることから従来の慣用計算法ではなく、次節に述べる梁-ばね法で設計すべきであるとする。

2.2 梁-ばね法による検討

土質条件は、先の砂質土と粘性土を含めて、広範囲な土質条件によるセグメントの挙動について検討するために、表-2に示す6ケースとした。砂質土、粘性土ともケースの数字が大きくなるほど、柔らかい地盤となる。トンネルの土被りは12m、水位はGL-2.0mとした。解析はリング間継ぎ手を考慮して、3リング千鳥組みによる梁-ばね法によったセグメントの構造諸元およびセグメント間継ぎ手の解析モデルは2.1章と同じで、セグメント間継ぎ手の回転ばね定数は、モデル③については

表-2 土質条件

ケース		λ	k
砂質土	1	0.4	40 N/mm ³
	2	0.5	20 N/mm ³
	3	0.55	5.0 N/mm ³
粘性土	4	0.6	7.5 N/mm ³
	5	0.7	2.5 N/mm ³
	6	0.775	0.125 N/mm ³

式（１）を用いて求め、モデル①は剛結、モデル②はヒンジとした。リング間継ぎ手は、何れのモデルにおいても同一として、その影響をなくした。リング間継ぎ手はKセグメントには設けず、他の５ピースにそれぞれ２箇所ずつ設け、１リング当たり１０箇所とした。リング間継ぎ手のせん断ばね定数は、使用予定品のカタログ値（14,000kN/m）とした。

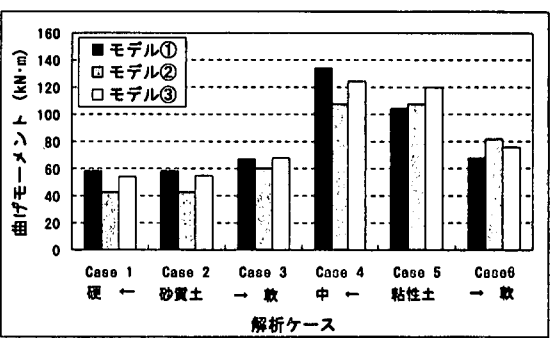
発生曲げモーメントとせん断力の最大値を図－３と４に示す。砂質土においては、モデル②の曲げモーメントが小さくなる傾向はあるものの、先の１リングフレーム解析と比較して、解析モデルによる差は小さい。砂質土中では、多ヒンジ系セグメントと従来型セグメントの断面力に差はないといえる。中ぐらいの粘性土であるケース４では、モデル②の曲げモーメントが小さいが、せん断力は何れのモデルも大きな差はない。柔らかい粘性土になると、曲げモーメントおよびせん断力ともモデル①が最も小さくなり、モデル②が大きくなる傾向がみられる。

ケース５での変形を図－５に示す。モデル②とモデル③の変形モードには殆ど差がなく、最大変位がモデル②では１.08cm、モデル③が１.12cmであった。両モデルとも、先の１リングモデルの解析結果よりは、千鳥組みによるリング間継ぎ手の効果で、変形が抑えられている。モデル②においては、図－２に見られるようなKセグメントの落ち込みもなく、またモデル③の最大変位は１リング解析ではモデル①の４倍であったが、梁－ばね法では約３倍と若干小さくなった。日本の設計規準では変形に対する許容値がないものの、モデル③の変形量はセグメント直径の０.３％以下であるので問題ないと思われる。粘性土地盤においては、断面力および変形とも多ヒンジ系セグメントの優位性は認められないものの、適用不可能ではないと考える。

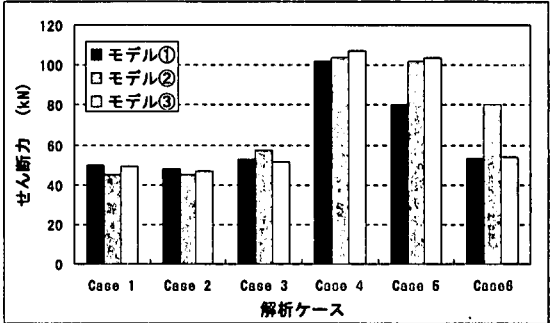
３．地震時の検討

３.１ 検討概要

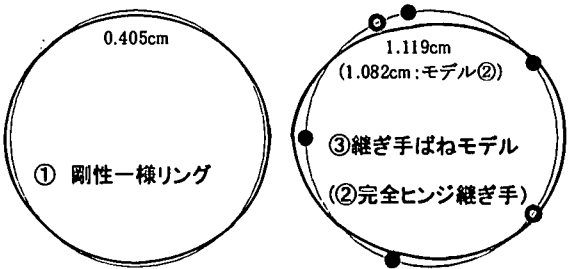
トンネル中心位置は GL-15m、工学的基盤は GL-30m として表層地盤は１層でN値４０の砂質土とN値３の粘性土の２種類（表－２のケース１とケース５）について検討した。地盤の諸定数を表－３に示す。これらの値は日本道路協会の「共同溝設計指針」によった。地震動はレベル１として共同溝設計指針の設計応答速度（粘性土、砂質土とも Sv1＝0.240m/sec）を用い、レベル２として道路橋示方書耐震設計編の加速度応答スペクトルから計算した。（砂質土 Sv2＝1.020m/sec、粘性土 Sv2＝1.657m/sec）耐震計算は応答変位法により、シールドトンネルの縦断方向と横断方



図－３ 曲げモーメント



図－４ せん断力



図－５ 変位図（ケース５）

表－３ 地盤の諸定数

	砂質土	粘性土
地盤の特性値 (sec)	0.438	0.833
地盤の固有周期 (sec)	0.548	1.041
せん断弾性波速度 (m/sec)	274.0	144.0
せん断変形係数 (kN/m ²)	137895	38087
地盤振動の波長 (m)	138.7	173.4

向について検討した。砂質土、粘性土ともレベル2地震については、従来型の鋼板+ボルト式継ぎ手についても計算し、その耐震性能を多ヒンジ系セグメントと比較した。表-4に解析モデルの剛性を示す。横断方向の検討では、応答変位法で計算された変位から荷重を算定し、梁-ばね法を用いて解析した。多ヒンジ系セグメントのセグメント間継ぎ手の回転ばね定数は式(1)を用い、リング間継ぎ手のせん断ばね定数および軸剛性はカタログ値を用いた。従来型セグメントのばね定数については、「鉄道構造物等設計標準」に準拠して求めた。表-4中、せん断ばね r はリング間継ぎ手の半径方向を、同 t は接線方向を表わし、それぞれ1リング当たりの値である。

3.2 縦断方向の検討結果

解析から得られた断面力の比較を図-6に示す。図では、砂質土における多ヒンジ系セグメントのレベル1地震時それぞれの断面力を1.0として、他のケースはそれに対する比で表した。

多ヒンジ系セグメントのレベル1地震時において、粘性土中では砂質土中での約0.9(圧縮軸力)～1.5倍

(引張軸力)の値で大きな差はなかった。同様に、レベル2地震時の断面力は砂質土ではレベル1の4.2倍であるのに対して、粘性土では6.2(圧縮軸力)～10.5倍(引張軸力)と大きくなった。従来型セグメントでは、レベル2地震時の断面力はさらに大きく、砂質土においても引張軸力と曲げモーメントで200倍以上の値となり、粘性土では400倍以上となった。このように、レベル2地震時においては、多ヒンジ系セグメントの引張軸力および曲げモーメントは、従来型セグメントの断面力の約1/50程度に低下した。これは、多ヒンジ系セグメントのリング間継ぎ手の引張軸剛性が小さいため、解析に用いたトンネル軸方向の等価引張剛性と等価曲げ剛性が、従来型セグメントのそれぞれ1/50、1/6と小さいことによる。従って、多ヒンジ系セグメントのセグメント本体およびリング間継ぎ手の構造は、従来型セグメントよりも簡略化できる可能性がある。レベル2地震時の、引張軸力と曲げモーメントによるリング間継ぎ手最大目開き量は、砂質土において従来型セグメントが3.26mmに対して多ヒンジ系セグメントが3.51mm、粘性土においては同7.42mmに対して8.26mmとなった。目開き量については両者とも問題ないとする。図-6において×印は、常時で設定した断面が、地震時の検討においてその限界値(耐力)を超過したため、変更すべき個所を示す。多ヒンジ系セグメントでは、砂質土においても粘性土においても、レベル2地震時の引張軸力によって、リング間継ぎ手を1サイズ大きくするか、数を増やす必要が生じた。

3.3 横断方向の検討結果

常時荷重による断面力に、地震時増分断面力を重ね合わせた結果を図-7に示す。図-6と同じく、砂質土における多ヒンジ系セグメントのレベル1地震時に対する比で表した。

多ヒンジ系セグメントのレベル1地震時において、粘性土中では概ね砂質土中での約1.4倍程度の値で、縦断方向の断面力の傾向と大きな差はなかった。ただし、リング間せん断力だけが4倍という大きな値となった。同様に、レベル2地震時の断面力は砂質土ではレベル1の1.3～2.5倍であるのに対して、粘性土で

表-4 解析モデルの剛性

	多ヒンジ	従来型
等価圧縮剛性 (kN)	177276000	177276000
等価引張剛性 (kN)	95948	4811004
等価曲げ剛性 (kN・m ²)	852114	5469928
回転ばね (MN・m/rad)	4.7～199.7	38～∞
せん断ばね r (kN/m)	140000	9216000
せん断ばね t (kN/m)	140000	63232000

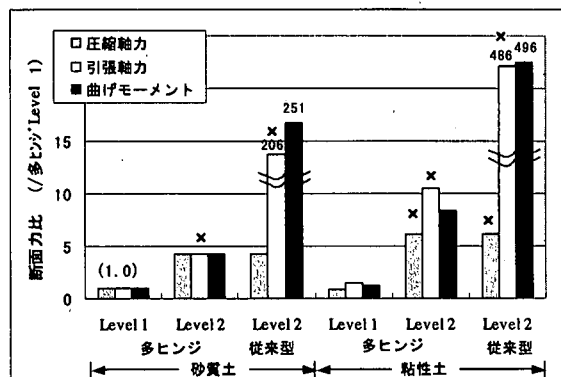


図-6 縦断方向断面力の比較

は 2.9 ～ 9.2 倍となり、やはりリング間せん断力が大きくなった。従来型セグメントでは、レベル 2 地震時の断面力はリング間せん断力を除いては、多ヒンジ系のそれよりも若干大きい程度であるが、リング間せん断力はさらに大きくなった。本解析では、粘性土中においては、多ヒンジ系セグメントでもリング間せん断力が大きくなるが、従来型セグメントの 1/2 程度に収まった。これは、リング間継ぎ手のせん断ばね定数が影響しているものと考えられる。また、多ヒンジ系セグメントでは常時設定断面の内、粘性土レベル 2 地震時に本体の曲げモーメントが曲げ耐力を超えた。一方従来型セグメントでは本体の曲げモーメントとせん断力が耐力を超えた。

図-8 に粘性土におけるレベル 2 地震時の変形状態を、多ヒンジ系セグメントと従来型セグメントを合わせて示す。水平相対変位と鉛直相対変位において、多ヒンジ系セグメントは従来型セグメントの 2 倍程度の値を示しているが、最大値は大差ない。また、変形モードも図-2 のモデル②に見られるような、Kセグメントの落ち込みもないので、特に問題はないものと思われる。この時、多ヒンジ系セグメントのセグメント間継ぎ手の回転ばね定数は、全箇所式(1)の下限值まで低下しており、セグメント間継ぎ手の引張抵抗を考慮した。従って、常時では組立て材であったセグメント間継ぎ手が、地震時では構造材となる。

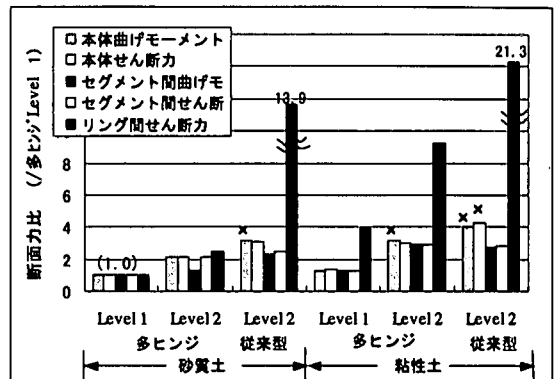


図-7 横断方向断面力の比較

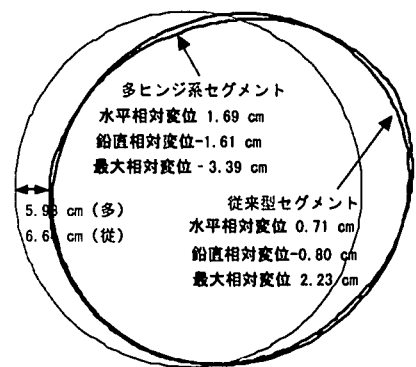


図-8 粘性土レベル 2 地震時変位

4. まとめ

従来のシールドトンネル用セグメントに用いられている、剛性の高い継ぎ手ではなく、剛性の低い継ぎ手を用いた多ヒンジ系セグメントの耐荷特性について検討を行った。その結果、以下の知見を得た。

- ①地盤条件の良い砂質土中では、曲げモーメントよりも軸力が卓越して、セグメント間継ぎ手のボルトを締結しなくても剛結状態となる。セグメント間継ぎ手は、組立てボルト程度の簡単な構造で良い。
- ②粘性土中での常時荷重だけを考慮すると、多ヒンジ系セグメントは変形が大きくなるのに断面力が小さくならず、耐荷性状的な利点はない。
- ③上記②の場合でも、変形が許容値に収まれば適用可能であり、経済性および施工性の効果はある。
- ④地震時の断面力は縦断方向、横断方向とも従来型セグメントよりもかなり小さくなるので、多ヒンジ系セグメントが有利である。
- ⑤多ヒンジ系セグメントの変形は、粘性土において常時、地震時とも従来型セグメントよりは大きくなるものの、局所的な変形がなく問題ないものと思われる。今後、変形に対する許容値を提案していただきたいと考える。

本来、継ぎ手は完全な剛結や完全なヒンジではなく、何れの継ぎ手も何らかのばね定数（特性）を持っている。それを、従来は解析手法の都合から剛性一様断面とするために、剛性の高い継ぎ手が使われてきた傾向がある。硬い砂質土から柔らかい粘性土まで、総ての地盤に適用できる継ぎ手よりも、それぞれの地盤に対して経済的な継ぎ手（目的にあった特性を持つ継ぎ手）を使用するのも考え方の一つと思われる。

【参考文献】 1) F.Leonhardt und H. Reimann : Betongelenke, Der Bauingenieur, 41, pp.49 ~ 56, 1966